

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER

ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

* * * * *

UNTER MITWIRKUNG * DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-CEMENT-
* * FABRIKANTEN * UND * DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS * *

VII. JAHRGANG 1910.

NO. 21.

Straßenbahn-Viadukt bei Horst-Emscher.

Von Dr.-Ing. Färber, Oberingenieur der Firma Buchheim & Heister in Frankfurt a. M.

Die Verwaltung der Recklinghausener Straßenbahn beabsichtigte die Erbauung einer neuen elektrischen Kleinbahnlinie von Horst-Emscher nach Gladbeck, und sah sich dabei vor die Aufgabe gestellt, eine Ueberführung ihres Bahnkörpers über die Gleise des Güter-Bahnhofes Horst-Emscher (Nord) zu erstellen. Auf Grund eines allgemeinen Vor-entwurfes, der ein Ansteigen auf massiven Betonrampen bis zu 3^m Höhe, und von da ab rd. 7^m weit gespannte Plattenbalken, endlich eine Ueberschreitung von vier Gleisen mittels 18 m weiten Plattenbalkensvorsatz, trat die Straßenbahn-Direktion Essen ihre Genehmigung von der Einhaltung der Bestimmungen der Eisenbahn-Direktion Berlin über Eisenbeton-Konstruk-

Mehrzahl der praktischen Fälle im Hochbau gar keine Rede ist, muß als sachgemäß und auch der nur etwa dreifachen Sicherheit beim Eisen besserentsprechend bezeichnet werden. Auch das Elastizitätsverhältnis 10 deckt sich mit Versuchsergebnissen. Erschwerend und verteuern wirkt dagegen die Forderung, in einer zweiten Rechnung

den Eisenbetonquerschnitt als homogen zu behandeln, die Zugspannung der äußersten Faser zu berechnen und dafür Sorge zu tragen, daß dieselbe mit einer mäßigen Sicherheit unter der Biegunzugfestigkeit des Betons bleibt. Dadurch sollen die sonst zu befürchtenden feinen Biegungrisse ausgeschaltet und soll die Rostsicherheit des Eisens erhöht werden. Daß diese feinen Risse eine Rostgefahr für das Eisen bedeuten, kann nach den bisherigen Erfahrungen als zutreffend nicht angesehen werden, so

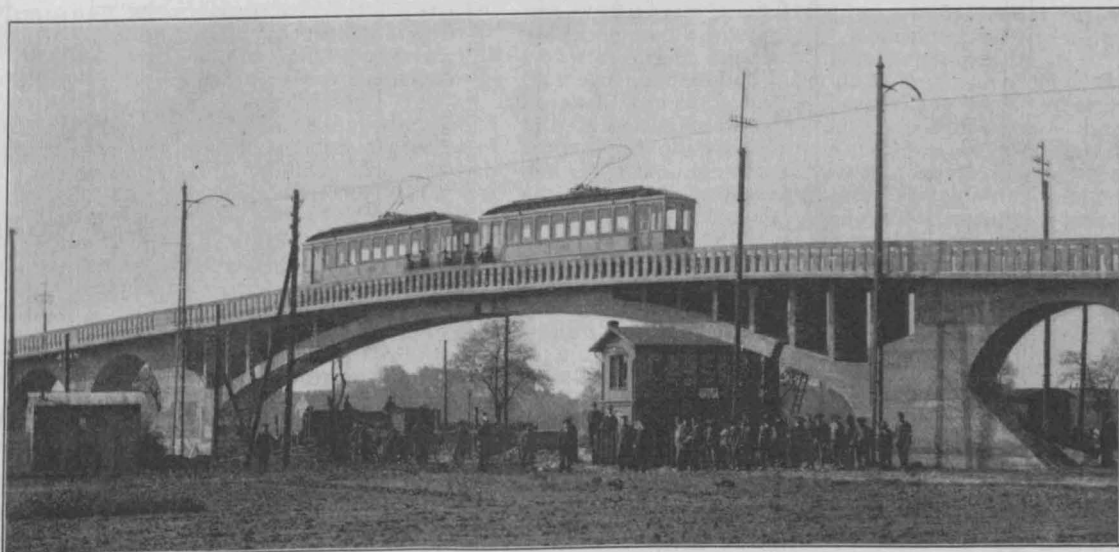
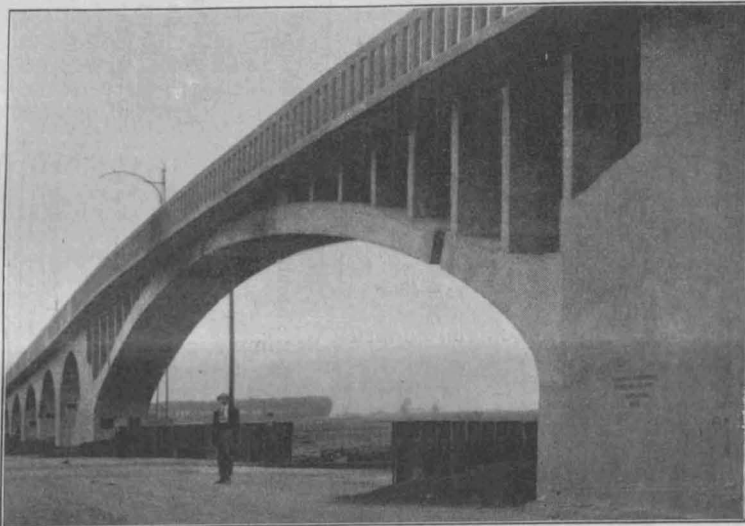


Abbildung 1 und 2. Ansichten des mittleren Teiles des fertigen Bauwerkes (unten während der Probelastung).

tionen abhängig machte, so war eine Lösung nach dem Vorentwurf wirtschaftlich und praktisch unmöglich.

In einigen Punkten bilden die „Berliner Bestimmungen“ zwar einen angenehmen Gegensatz gegen die bei Hochbauten gebräuchlichen. Die Herabsetzung der Sicherheit des Betons auf Biegungrunde gegenüber dem übertriebenen sechsfachen Maß, von dessen Einhaltung in der

lange nicht die unmittelbare Schutzschicht des Eisens verletzt ist. Sonst müßte ja auch das Eisen infolge des Luftzutrittes durch die Poren des Betons verrosten. Denn Beton ist ja an sich stets porös (auch wenn er theoretisch vollkommen dicht sein müßte), da anderenfalls sein spezifisches Gewicht über 2,5 betragen würde. Man wird also kaum geneigt sein, in der Vermeidung von Biegun-

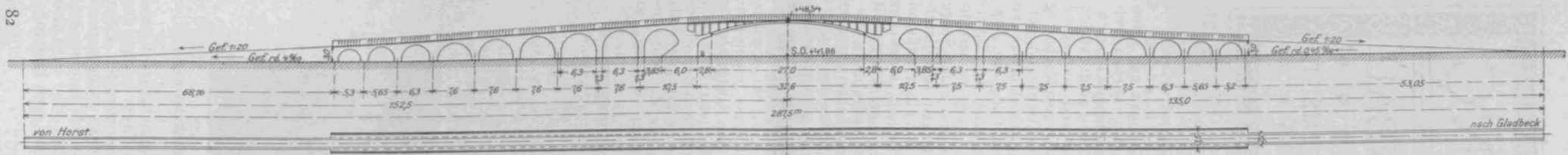
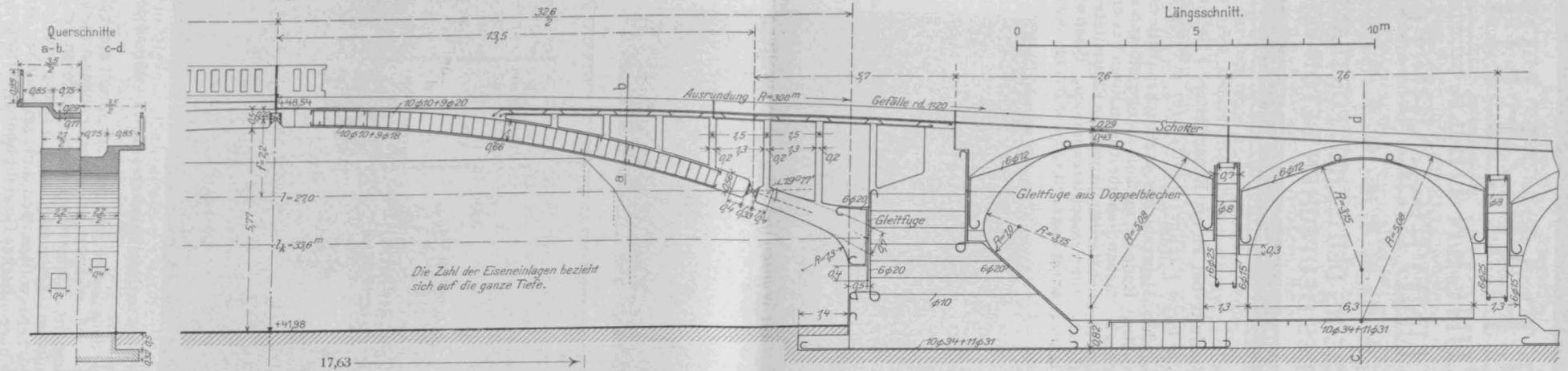


Abbildung 3. Gesamtübersicht der Brücke mit

den anschließenden Viadukten und Rampen.



Zugrissen, deren Größe nach Bruchteilen eines Zehntel-Millimeters zu veranschlagen ist, gegenüber der mindestens 5% betragenden Porosität also ziemlich verschwindet, einen Vorteil zu erblicken, der im Verhältnis zu der konstruktiven Erschwerung und Verteuerung von Eisenbeton-Bauten ins Gewicht fallen könnte.

Die Einhaltung der Berliner Bestimmungen macht jedoch bei Gewölben im allgemeinen keine Schwierigkeit. Ihre Fugen sind, falls richtige Formung erfolgt, bei Grundbelastung (Eigenlast vermehrt um die halbe Verkehrslast) nur zentrisch durch die Normalkraft N_g gedrückt, und hierzu tritt im Grenzfall ein Biegemoment, welchem ich in meinem Buch „Dreigelenkbogen-Brücken und verwandte Ingenieurbauten“, Stuttgart 1908, in welchem sich die neue und überaus einfache Lehre eingehend dargestellt findet, die Bezeichnung „Uebergangsmoment“ gegeben habe. Aus der Grundkraft N_g und dem Uebergangsmoment M' ergibt sich der Abstand der extremen Druckmittelpunkte zu $e = 2 \cdot M' : N_g$. Bezeichnet man diejenige Fugenstärke, welche bei alleiniger Wirksamkeit von N_g notwendig wäre, also Normalkraft geteilt durch zulässige Beanspruchung, mit d_g , und den Quotienten $e : d_g$ mit δ , so berechnet sich die erforderliche Fugenstärke — wie in dem genannten Buch Seite 23 und 101 abgeleitet — zu

$$(1) \dots\dots\dots d = d_g \cdot \delta'.$$

In dieser Grundgleichung ist δ' eine Funktion von δ , und zwar ganz allgemein auch beim Vorhandensein einer Armierung, in welchem Falle δ' noch überdies vom Armierungsprozentsatz abhängt. Sieht man von letzterem Fall zunächst ab, und nimmt an, daß in einer Fuge im Grenzfall das σ -fache der zulässigen Druckbeanspruchung als Zugspannung wirksam sein dürfe, so folgt aus den Gleichungen (24) und (119) des genannten Buches

$$(2) \dots\dots\dots d = d_g \cdot \frac{1}{2} \left(1 + \sqrt{1 + 12 \delta} \right)$$

$$(3) \dots\dots\dots d = \frac{d_g}{\sigma} \cdot \frac{1}{2} \left(-1 + \sqrt{1 + 12 \delta \sigma} \right),$$

und hieraus nach Vornahme der erforderlichen algebraischen Umwandlungen

$$(4) \dots\dots\dots \delta = \frac{2}{3} \cdot \frac{1 + \sigma}{(1 - \sigma)^2}$$

Rechnet man auch nur $\sigma = 1/7$, mit welchem Werte sich auch ohne Armierung noch dieselbe Sicherheit auf Zug wie auf Druck ergibt, und der fast das Doppelte von dem verlangt, was die Berliner Bestimmungen vorschreiben, so folgt, daß δ bis 1,04 anwachsen, die Fugenstärke d also bis 2,34 d_g betragen darf. Für $\sigma = 2/7$ würden die entsprechenden Werte $\delta = 1,68$ und $d = 2,80 d_g$ werden. Im Fall der Armierung wird der zulässige Höchstwert von δ noch etwas größer. Da nun bei größeren Gewölben meist sogar Zugspannungen überhaupt vermieden werden können, in welchem Fall $\delta < 0,67$ sein muß, so sieht man leicht, daß die Einhaltung von $\delta < 1,7$ bei keinem Gewölbe Schwierigkeiten machen wird.

In Würdigung dieses Sachverhaltes hat die Firma Buchheim & Heister vorgeschlagen, von der vorgesehenen Plattenbalkenkonstruktion Abstand zu nehmen, und an ihre Stelle Gewölbe treten zu lassen. Die Verwaltung der Recklinghauser Straßenbahn und deren bautechnischer Sachverständiger, Hr. Kreis-Baumstr. Schröder in Recklinghausen, erkannten die Zweckmäßigkeit dieses Vorschlages und übertrugen der Firma Buchheim & Heister dessen Ausführung.

Bislang war guter Baugrund mit 5 kg/qcm zulässiger Pressung vorausgesetzt worden. Die nunmehr vorgenommenen Schürfungen der ausführenden Firma zeigten aber, daß bereits in geringer Tiefe Fließsand angetroffen wurde, der nur etwa 1 kg/qcm Pressung mit Sicherheit ertragen konnte. Unter den verschiedenen möglichen Gründungsarten erwies sich eine Flachgründung auf durchlaufender Eisenbetonplatte als die vorteilhafteste, und so haben wir hier das meines Wissens erste Beispiel eines schon recht weit gespannten Dreigelenkbogens (rd. 33 m Lichtweite),

¹⁾ Dieser Wert würde in meiner die Zwischenkonstruktion von Gewölben bestimmenden Entwurfsgleichung (Färber, Dreigelenkbogenbrücken, Gleichung 79) anstelle von δ_g zu verwenden sein, wenn man sich entschließt, Zugspannungen im Gewölbe zuzulassen. Ich glaube, daß man das bei Beton unbedenklich tun kann, denn ein druckfester Beton ohne Zugfestigkeit ist nicht denkbar. M. E. könnte ruhig bis $\sigma = 1/2$ gegangen werden, denn die Biegezugfestigkeit von Beton kann im Mittel zu etwa $1/6$ bis $1/7$ der Druckfestigkeit angenommen werden. Vergl. z. B. den Verfassers Abhandlung in „Beton u. Eisen“ 1910, Heft II Seite 49 über den Einsturz der Turnhalle zu Niederrad, wo die Biegezugfestigkeit des gebrochenen Rahmens zu 264 t/qm errechnet wurde, während die Druckfestigkeit rd. 1700 t/qm nicht überschritten haben konnte.

dessen Fundament nur etwa 90 cm unter Gelände völlig wagrecht ausgeführt ist. Und ich kann gleich hinzufügen, daß beim Ausrüsten keine über das vorausberechnete und bei der Lehrgerüstform berücksichtigte Maß hinausgehende Scheitelsenkung beobachtet wurde, daß die Durchbiegung unter den schweren Motorwagen nur 3,5 mm betrug und nach Entlastung wieder völlig zurückging und daß die Vertreter der bei der Abnahme mitwirkenden Behörden, insbesondere der Eisenbahndirektion Essen, von dem Ergebnis der Probebelastung derart befriedigt waren, daß die Brücke, deren Erscheinung im mittleren Teil die Abbildungen 1 und 2 wiedergeben, sofort dem öffentlichen Verkehr freigegeben wurde.

Um keine zu starke Fundamentplatte zu erhalten, wurde die zuerst vorgesehene größere Weite der seitlichen Oeffnungen herabgesetzt und so entstand der in Abbildg. 3 in der Uebersicht dargestellte Entwurf. Das mittlere Gewölbe mußte beibehalten werden, um die Ueberbrückung von vier künftigen Bahngleisen von je 4,5 m Abstand zu ermöglichen.

Der Kreuzungswinkel beträgt 64° 51', und damit ergibt sich das in Höhe der Oberkante des Normalprofils erforderliche Lichtmaß senkrecht Brücke gemessen (vergl. Abbildung 4) zu $15,02 : \cos 25^\circ 09' + 2,2 \cdot \tan 25^\circ 09' = 17,63$ m, welches mit einem von der Eisenbahndirektion Essen verlangten Spielraum von 5 cm eingehalten werden mußte.

Da Setzungen der ganzen Baustelle infolge des Bergbaues nicht ausgeschlossen schienen und die Eisenbahnverwaltung in diesem Fall ihren Bahnkörper wieder hätte heben müssen, so war darauf Bedacht zu nehmen, daß auch eine Hebung der Brücke ermöglicht wurde. Auf Vorschlag der Firma Buchheim & Heister ist das dadurch erreicht, daß in die Kämpfer sämtlicher Bögen lotrechte Fugen aus doppelten Blechtafeln mit zwischenliegender dünner Paraffinschicht eingebaut wurden (Abb. 4). Unter den gleichfalls angeordneten und durch Pappe offengehaltenen wagrechten Trennungsfugen sind Kammern ausgespart, in welche hydraulische Hebepressen eingebracht werden können, mittels deren sich jeder einzelne Bogen, also auch der mittlere Dreigelenkbogen, bis zu 50 cm in die Höhe schieben läßt. Bei der Berechnung der Pfeiler und Widerlager ist also auch der Fall in Betracht zu ziehen gewesen, daß die Bögen um 50 cm höher angreifen, als gegenwärtig der Fall ist.

Die Einlage von Gelenken in den Mittelbögen wurde auf Wunsch der Eisenbahnverwaltung vorgesehen, welche letztere sich auch der von mir vertretenen Anschauung in betreff der Vorzüge des Zapfengelenkes gegenüber den Wälzgelenken anschloß.²⁾ Vollends im vorliegenden Fall, wo stärkere Querkräfte bei Setzungen bzw. beim Anheben des Bogens zu erwarten waren, hätten sich Wälzgelenke schlecht geeignet. Die Zapfengelenke sind auch gar nicht erheblich teurer, wenn man nur keine übertriebenen Forderungen stellt. Im vorliegenden Fall ist der gesamte etwa 300 t betragende Kämpferdruck von drei Gelenkstützen von je 60 x 25 cm Druckfläche bei 4 cm Zapfendurchmesser aufgenommen worden (vergl. Abbildung 6). Die Gelenkstütze brauchen durchaus nicht dicht an dicht zu sitzen, da man unbedenklich unter denselben eine höhere Pressung zulassen kann; ich bin hier bis zu 85 kg/qcm gegangen.³⁾ Die Gelenkstütze bestehen aus Gußeisen, die drei durchlaufenden Wellen aus 50 mm Rundstahl, welches zwischen den Gelenkstützen nicht abgedreht ist, so daß Anschläge entstehen, welche gegen seitliche Verschiebung schützen. Zapfen und Lagerschalen sind zur Sicherstellung der Bewegungsfähigkeit mit Paraffin geschmiert, so daß eine ausgezeichnete Übereinstimmung des wirklichen Verhaltens mit dem in der Rechnung vorausgesetzten entsteht, vollends wenn man berücksichtigt, daß es durch sorgfältige Ausführung gelungen ist, die berechnete Bogenform bis auf eine Abweichung von wenigen Millimetern genau herzustellen.

Als Unterlage der eisernen Gelenke dienen armierte Betonquader, welche zuerst auf dem Lehrgerüst verlegt wurden. Hölzerne Stempel hielten sie in der richtigen Lage, während der sehr einfache Einbau der eisernen Gelenkstütze erst einige Wochen nach Fertigstellung des Gewölbes erfolgte. Ich würde übrigens auf Grund der bei diesem Bauwerk gemachten Beobachtungen kein Bedenken tragen, diese Quader wegzulassen bzw. durch Einbringen einer fetteren Mischung und geeigneten Armatur gleichzeitig mit der Herstellung des übrigen Bogens zu ersetzen. Die Fugen hinter den Gelenkstützen sind mit Zementmörtel 1:2 ausgegossen, nachdem die Gelenkstütze vorher mittels eiserner Keile fest um die Welle gepreßt waren. —

(Fortsetzung folgt.)

²⁾ Vergl. Färber, Dreigelenkbogenbrücken S. 11 ff.

³⁾ Einschließlich der von der Querkraft herrührenden Biegespannung.

Die Eisenbeton-Konstruktionen für die Aula der Schlesischen Blinden-Unterrichtsanstalt zu Breslau.

Von Karl Schaaf, Ob.-Ingenieur der Eisenbetonbaugesellschaft Dittmar Wolfsohn & Co. zu Breslau. (Schluß.)

Die Konstruktion der Gewölbe sowohl als auch der Hauptbinder entspricht einer Ausbildung als Zweigelenkbogen und dementsprechend wurde auch die Berechnung durchgeführt. Dem Horizontalschub H hat für diesen Fall bekanntlich die Gleichung

∫ (1/E) · J · M · (δM/δH) · ds = 0 (1)

zu genügen. Die weitere Entwicklung dieser Formel durch Einführung eines ideellen verschiebbaren Lagers und des dadurch geschaffenen statisch bestimmten Hauptsystems ist bekannt und ergibt bei konstantem E und J

H = (∫ M0 · η · ds) / (∫ η² · ds) (2)

H = (Σ F0 · hs) / (Σ (λ/3) (H² + H · h · η²)) (3)

Das Steineisengewölbe hat keinerlei Auflasten als sein eigenes Gewicht zu tragen, wurde jedoch der Sicherheit halber unter Hinzuziehung einer gleichmäßig über den ganzen Bogen verteilten Nutzlast von 50 kg/qm berechnet. Das Eigengewicht dieses Gewölbes beträgt für 1 qm 260 kg/qm, die Nutzlast 50 kg/qm, zusammen 310 kg/qm.

Gewicht eines 1 m breiten Streifens einschl. Nutzlast 9,9 · 310 = 3 069 kg, der Auflagerdruck A = 1 535 kg.

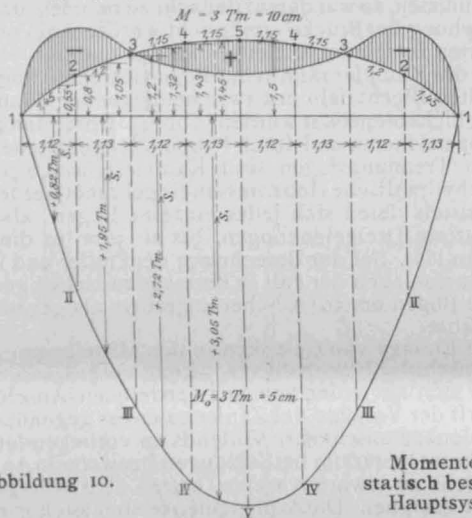


Abbildung 10.

Momente des statisch bestimmten Hauptsystems.

Die Momente des statisch bestimmten Hauptsystems betragen nach Abbildung 10:

II. 1,535 · 1,12 - (0,310 · 1,45 · 1,45) / 2 = 1,39331 tm
III. 1,535 · 2,25 - (0,310 · 2,65 · 2,65) / 2 = 2,36527 tm
IV. 1,535 · 3,37 - (0,310 · 3,80 · 3,80) / 2 = 2,93475 tm
V. 1,535 · 4,50 - (0,310 · 4,95 · 4,95) / 2 = 3,10962 tm

Hieraus sind die mittleren Momente aus der Momentenlinie Abbildung 10 entnommen und betragen I-II = 0,82 tm, II-III = 1,95 tm, III-IV = 2,72 tm, IV-V = 3,05 tm. Die Ermittlung des Zählers der Gleichung III ergibt sich dann aus nachstehender Tabelle.

Teil	M	l	F0 = tm²	hs = m	F0 · hs = (m³)
I-II	+ 0,82	1,12	+ 0,9184	0,55	0,50512
II-III	+ 1,95	1,13	+ 2,2035	1,05	2,31368
III-IV	+ 2,72	1,12	+ 3,0404	1,32	4,02125
IV-V	+ 3,05	1,13	+ 3,4405	1,45	4,99743
					11,83748 · 2 = 23,67496 tm³.

Literatur.

Das Protokoll der Verhandlungen des „Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten“ vom 21.-23. Februar 1910 ist im Verlag der Tonindustrie-Ztg., Berlin, vor kurzem erschienen. Der 364 Seiten in 8° Format umfassende Bericht enthält neben dem Abdruck von Vorträgen, die sich auf die Zementfabrikation beziehen, in der Wiedergabe eines Vortrages des Hrn. Ing. Poulsen vom dänischen Wasserbauamt über „Zement und Meerwasser“ einen für den Wasserbau-Ingenieur und Betontechniker interessanten

Der Nenner der Gleichung III entsteht aus der folgenden Tabelle.

Teil	λ	H	h	H²	h²	Hh	H² + Hh + h²	λ · (H² + Hh + h²)
I-II	1,45	0,80	0	0,64	0	0	0,64	0,9280
II-III	1,20	1,20	0,8	1,44	0,64	0,96	3,04	3,6480
III-IV	1,15	1,43	1,20	2,04	1,44	1,71	5,19	5,9685
IV-V	1,15	1,50	1,43	2,25	2,04	2,15	6,44	7,4060

Für den halben Binder 17,9505

Für den ganzen Binder 2 · 17,9505 = 35,9010
η = 35,9010 / 3 = 11,967 m³.

Woraus sich endlich der Horizontalschub H = 23,67496 tm³ / 11,966 m³ = 1,979 t ergibt.

Die wahren Biegemomente folgen aus der Bedingung: M = M0 - H · η

M II = + 1,39331 - 1,979 · 0,8 = - 0,18989 tm
M III = + 2,36527 - 1,979 · 1,2 = - 0,00953 tm
M IV = + 2,93475 - 1,979 · 1,43 = + 0,10478 tm
M V = + 3,10962 - 1,979 · 1,5 = + 0,14112 tm

Abbildung 10 zeigt den Verlauf der Momente. Hiernach ist bei durchgängig gleichmäßiger Belastung das größte Moment ein negatives und beträgt - 18 980 kgcm. Den Querschnitt des Gewölbes zeigt Abbildg. 5 in No. 20. Die obere wie auch die untere Bewehrung betragen je 4 Rundeisen 10 mm auf 80 cm Gewölbebreite = 3,14 qcm. Im Bereiche des größten Momentes liegt also der Druckgurt an der Innenseite des Gewölbes.

Als Grundlage für die Berechnung der hierdurch auftretenden Spannungen ist ein Gewölbestreifen von 80 cm angenommen und dementsprechend sind auch die Momente und die Normalkräfte reduziert. Die Ziegelquerschnittsflächen sind bei Ermittlung der Spannungswerte ausgeschaltet. Es ist dann

x = (20 · x²) / 2 + 14 · 3,14 · (x - 2) = 15 · 3,14 · (14 - x) = 5,2 cm.
J = (20 · 5,2³) / 3 + 14 · 3,14 · (5,2 - 2)² + 15 · 3,14 · (14 - 5,2)² = 5034 cm⁴
IV = 5034 / 5,2 = 968 cm³
σb = (18989 · 0,8) / 968 = 15,69 cm²
σe = 15 · (15,69 · (14 - 5,2) / 5,2) = 398 kg/qcm.

Die Normalkraft beträgt für die Praxis genau genug

√A² + H² = √1535² + 1979² = 2507 kg.

Der ideelle Querschnitt beträgt:

80 · 5 + 2 · 9 · 9 + 2 · 9 · 1 + 4 · 2 · 0,79 · 14 = 668 qcm

Pressung durch Normalkraft

2507 · 0,8 / 668 = 3 kg qcm;
σb max = 15,69 + 3 = 18,69 kg;
σe max = 498 - 15 · 3 = 453 kg.

Erwähnenswert ist noch die in Abb. 6 in No. 20 dargestellte Armierung des Gewölbe-Auflagerbalkens, da dieser durch die Art seiner Lage und Belastung in zwei Richtungen auf Biegung beansprucht wird. Entsprechend den beiden Kräften sind dann auch die größten Zug- bzw. Druckspannungen so gewählt, daß die Summe der Spannungen aus beiden Biegerichtungen das zulässige Maß nicht übersteigt. —

Beitrag. Die übrigen Verhandlungen beziehen sich vorwiegend auf das Prüfungsverfahren von Portland-Zement. Auch die Schlackenmischfrage wurde erneut behandelt. Sie bildet auch den Gegenstand einer vom Verein kürzlich herausgegebenen Broschüre. —

Inhalt: Straßenbahn-Viadukt bei Horst-Emscher. — Die Eisenbeton-Konstruktionen für die Aula der Schlesischen Blinden-Unterrichtsanstalt zu Breslau. (Schluß). — Literatur. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., Berlin. Für die Redaktion verantwortlich Fritz Eiselen, Berlin. Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg., P. M. Weber, Berlin.